

斜面崩壊機構に関する実験的研究(Ⅰ)

著者	寺島 治男, 森脇 寛, 福園 輝旗, 中根 和郎, 富永 雅樹
雑誌名	国立防災科学技術センター 研究報告
巻	15
ページ	75-88
発行年	1976-01
URL	http://doi.org/10.24732/nied.00000729

斜面崩壊機構に関する実験的研究 (I)

寺島治男*・森脇 寛*・福園輝旗*・中根和郎*・富永雅樹*

国立防災科学技術センター大型実験研究部

An Experimental Study on The Mechanism of Slope Failure Caused by Rainfall (I)

By

H. Terashima, H. Moriwaki, T. Fukuzono, K. Nakane and M. Tominaga

*Rainfall Laboratory, National Research Center for Disaster Prevention,
Kurihara 4489-1, Sakura-mura, Ibaraki-ken, 300-32*

Abstract

To investigate the mechanism of slope failure caused by rainfall, an experiment was carried out by the use of a large scale physical model. The model was uniformly made of sand, the density of which was 1.50 g/cm^3 , and its volume was 1000 m^3 . The shape of this model was a truncated pyramid, 5 m in height, 27.4 m in width and 15.16 m in length, and had four slopes of different angles, 20, 30, 40 and 50 degrees. The rainfall was supplied on the model continuously with the intensity of 50 mm/h for 7 hours. It took about 180 minutes from the beginning until the surface of the slope with the angle of 40 degrees began to fail. The slopes with the angles 20 and 30 degrees did not slide down but only were eroded by rainfall.

The results and comments are summarized as follows:

- 1) A large-scale failure was caused by the erosion at the toe of the slope.
- 2) Variations of the internal strain were detected before the failure occurred.
- 3) Sliding mass moved at a speed of 10 cm/min., and broke into several pieces later.

1. 緒 言

我国では毎年のように台風、梅雨等の集中豪雨期になると各地で地すべり、山崩れ、崖崩れ、土石流等の土砂災害が発生し、家屋、公共施設、公共機関に甚大な被害を与え、さらに多くの尊い人命まで奪っている。

しかもそれらの被害は都市周辺部の開発、林地の伐採、宅地造成による土地利用形態の多用化によって増加しつつあるのが現状である。土砂災害のうち特に斜面崩壊は最近、社会的問題として取り上げられ、その防止対策の確立が重要な課題となってきた。そのためには斜

* 降雨実験室

面崩壊現象の把握および解明が必要であるが現実には降雨，地形，地質，土質，地被などの要因が複雑に組み合わされて生じるため，その研究への取組みを一層困難なものにしている．しかも突発的，非再現的であり，従来の調査研究は崩壊発生後にもとづくものが多く，その一連の過程を把握した資料は少ない．そこで崩壊に影響している斜面土層への雨水の浸透による間隙水圧の増大，地中内部の変位測定および斜面崩壊が発生した場合に崩壊土塊の流動落下がいかに関造物を破壊するかといった現象を解明するための基礎資料を得るために実験を行った．

2. 実験材料と方法

斜面災害の源となっている豪雨型崩壊というもの急激な運動であり，必要な観測を行うには十分な時間的余裕がなく，また非常に危険を伴うので接近が困難となる．そこでこのような条件下で斜面が安定な状態から不安定な状態を経て崩壊に至るまでの経過を模型実験によって解明するため，国立防災科学技術センター大型降雨実験施設（降雨面積 $42\text{ m} \times 70\text{ m}$ ，高さ 16 m ，最大時間雨量 200 mm ）を用いて本実験を実施した．実験供試体は比較的均一な土質条件をそなえた千葉県佐原産砂質土（最

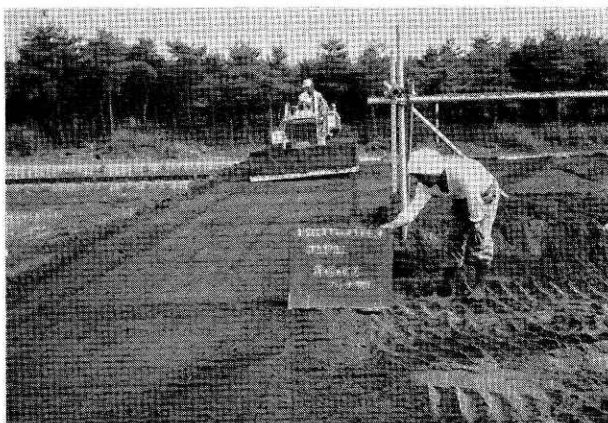


写真 1 建設中の実験用斜面

Photo. 1 View of experimental model construction.



写真 2 建設中の実験用斜面

Photo. 2 View of experimental model construction.



写真 3 完成した実験用斜面

Photo. 3 View of the experimental model

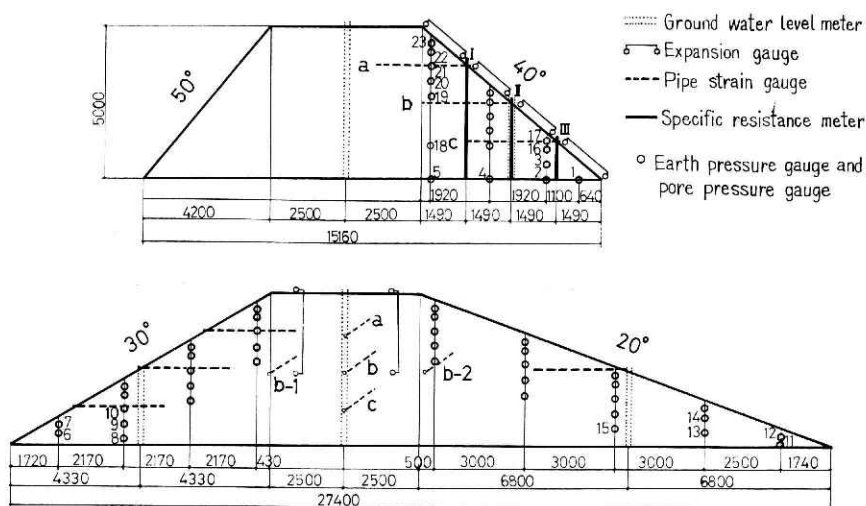


図 1 計測器埋設位置
Fig. 1 Location of instruments

大粒径 0.84 mm, 砂分 94.9%, 比重 2.91) で直高 5 m, 天端 5 m×5 m, 斜面傾斜角が 20°, 30°, 40°, 50° の角錐台形で乾燥密度 1.50 になるように散水を行いつつ, 高さ 1 m ごとに転圧し築造された (写真 1~3)。

斜面には土中の応力状態を判断するために間ゲキ圧計, 土圧計を隣接した状態で埋設し, 又崩壊をひきおこす要素となる雨水の浸透状況, 地下水の上昇を測定するために含水量測定用電極棒および水位計を設置した。さらに, 斜面の崩壊部分の微小変位を測定するためにパイプひずみ計, 地表面移動計を各々, 斜面中央線沿いに埋設した。実験供試体の寸法, 各測定用ピックアップの埋設位置は図 1 に示し, 計測システムは図 2 に示す。又, 実験供試体の主な物理試験および初期条件は図 3, 表 1 に示す。実験は供試体に雨量強度 50 mm/時 の雨水を 7 時間継続して供給し同時に上記の諸計測器の測定を行うとともに 16 mm 撮影機 2 台

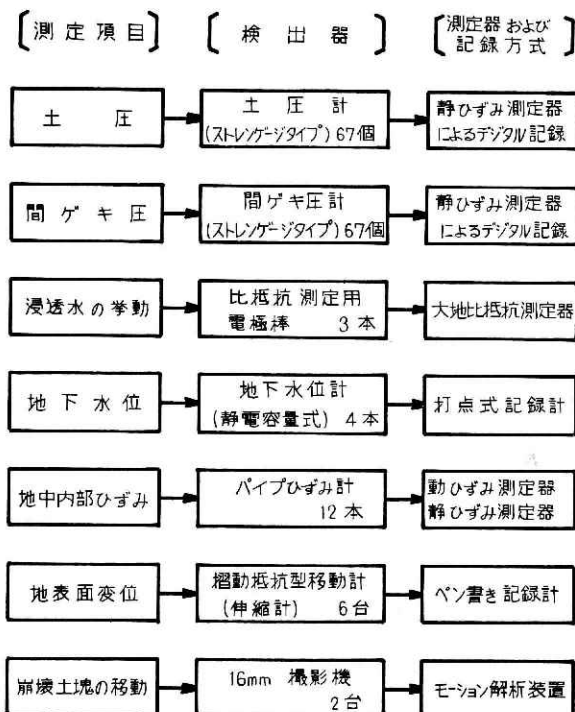


図 2 計測システム
Fig. 2 Outline of measurement

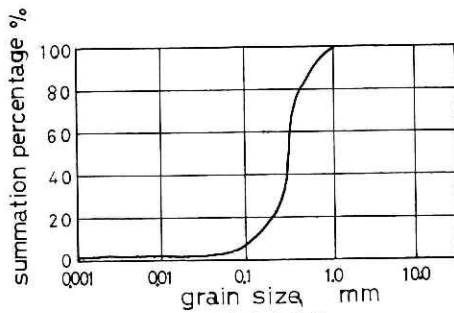


図 3 粒度分布曲線
Fig. 3 Grain size distribution curve

表 1 実験条件および使用した砂の性質
Table 1 Test conditions and properties of soil

Specific gravity	2.91
Uniformity coefficient	3.16
Coefficient of permeability	4.5×10^{-3} cm/sec
Liquid limit	18.0%
Void ratio	0.92
Initial water content in per cent of dry weight	8.0%
Dry density	1.50 g/cm ³
Intensity of rainfall	50.0 mm/h

によるステレオ同期撮影を行った。

3. 実験結果および考察

本実験では降雨開始後約 180 分頃に 40° 斜面の右上方に亀裂が入り時間の経過とともに徐々に拡大し、崩壊深 40~60 cm の厚さで層状に崩落した。その結果について二、三の知見を得たので以下に述べる (写真 4~6)。

(1) 雨水の浸透

本実験では土の含水量が増すと

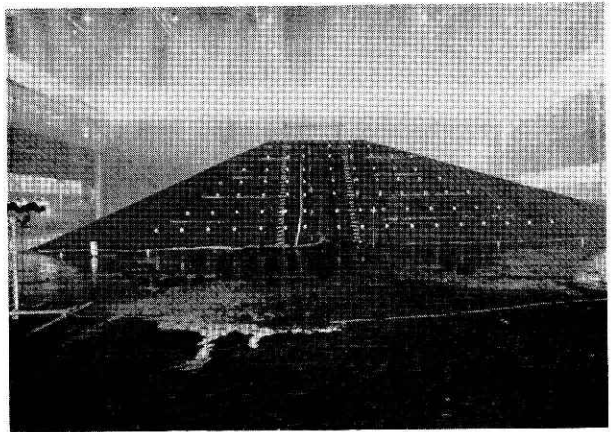


写真 4 実験開始直後の状況
Photo. 4 The beginning of experiment



写真 5 降雨開始 195 分後
Photo. 5 195 minutes from the beginning of rainfall

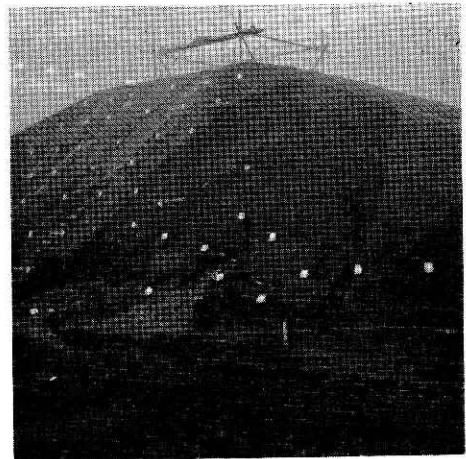


写真 6 降雨開始 230 分後
Photo. 6 230 minutes from the beginning of rainfall

その比抵抗値が減少することを利用して雨水が斜面へ浸透する状況をとらえた。比抵抗の測定には電位差計式大地比抵抗測定器（横河、3244型）を使用した。この目的のために電極を鉛直方向に配置したので以下に計測方法を述べる。

電極棒は外径 32 mm の塩化ビニールパイプに 20 cm 間隔に電極を配置したもので、隣りあう 4 個の電極を 1 組として 4 電極法による測定をおこなった。最上部の電極を地表面に一致させ、順次電流極と電圧測定極をスイッチで切りかえながら下方へ移動させた。電極棒の構造は図 4 に示す。C₁, C₂ は電流極でありそれぞれ +I, -I アンペアの電流が $f=10 \sim 40$ Hz で交互に流出する。P₁, P₂ は電圧測定極である。電極はパイプの両側に出ており電流は球面状に流れると考えられる。もし着目している 4 個の電極がすべて地中にありその範囲の土の比抵抗が一定値 ρ であれば、P₁P₂ 間の電圧 V_0 は、

$$V_0 = \frac{\rho I}{4\pi a}$$

となる。ただし a は電極の間隔である。

雨水が浸透しているときの電圧は浸潤面の位置および各部での比抵抗の大きさによって変化する。浸潤面を境にして下部のまだ浸潤されていない土の比抵抗を ρ_1 、上部の浸潤された土の比抵抗を ρ_2 とし、4 個の電極間 60 cm の範囲では ρ_1, ρ_2 とともに一定と仮定すると、浸潤面の位置によって電圧の理論式が求まる*。

これらの式から浸潤面の位置が定められる**

しかし測定結果では ρ_1, ρ_2 とともに鉛直方向での変化が大きく、本実験では上記の仮定をお

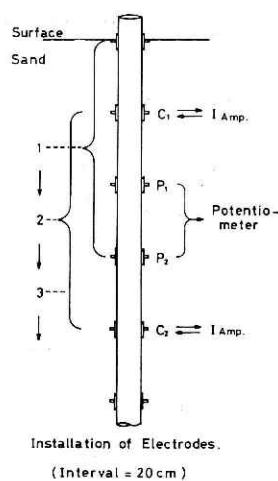


図 4 電極配置
Fig. 4 Installation of Electrodes

* 浸潤面が電極 P₂C₂, P₁P₂, C₁P₁ の間にある場合、浸潤面からすぐ上部の電極までの距離を ϵa とおくと、それぞれの場合の電圧 V_1, V_2, V_3 は次のようになる。

$$\begin{aligned} V_1 &= \frac{\rho_2 I}{4\pi a} \left[\frac{\rho_1}{\rho_1 + \rho_2} + \frac{1}{2} - \frac{\rho_1 - \rho_2}{\rho_1 + \rho_2} \frac{1}{(3 + 2\epsilon)(2 + 2\epsilon)} \right] \\ V_2 &= \frac{I}{4\pi a} \left[\frac{\rho_1^2 + \rho_2^2}{\rho_1 + \rho_2} - \frac{\rho_1 - \rho_2}{\rho_1 + \rho_2} \left(\frac{\rho_1}{3 - 2\epsilon} - \frac{\rho_2}{1 + 2\epsilon} \right) \right] \\ V_3 &= \frac{\rho_1 I}{4\pi a} \left[\frac{\rho_2}{\rho_1 + \rho_2} + \frac{1}{2} + \frac{\rho_1 - \rho_2}{\rho_1 + \rho_2} \frac{1}{(5 - 2\epsilon)(4 - 2\epsilon)} \right] \end{aligned}$$

ただし、 $0 < \epsilon < 1$ 。

**

$$R_1 = 4\pi a \frac{V_1}{I}, \quad R_3 = 4\pi a \frac{V_3}{I}$$

とおくと、 ϵ は次の式から求まる。ここで ρ_1 は実験前の測定によって求められているとする。

$$\eta^4 - 27\eta^2 - 14G\eta + 120 = 0$$

ただし

$$\eta = 2\epsilon - 1, \quad G = \frac{R_1 + R_3 - 2\rho_1}{R_1 - R_3}$$

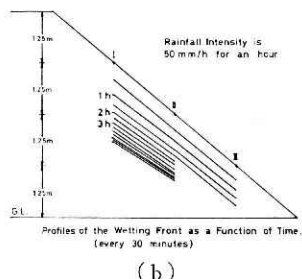
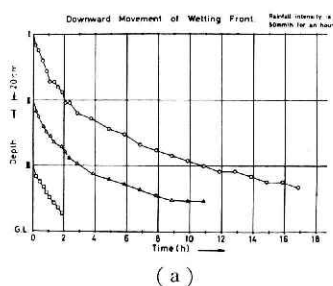


図 5 浸潤面の下降状況および断面図
Fig. 5 Downward Movement of Wetting Front. & Profiles of the Wetting Front as a Function of Time.

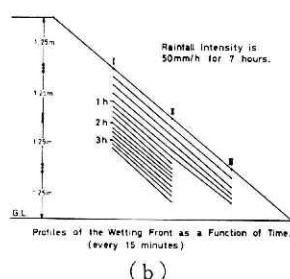
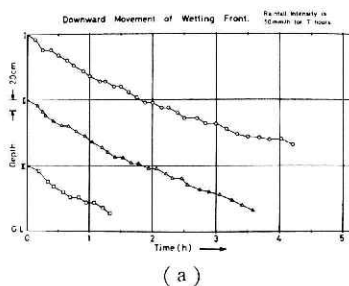


図 6 浸潤面の下降状況および断面図
Fig. 6 Downward Movement of Wetting Front. & Profiles of the Wetting Front as a Function of Time.

くことは困難と思われる。従ってここでは地中各部の V/I の値の変化状況から浸潤面の位置を ± 10 cm の精度で定めることにした。

電極棒は傾斜角 40 度の斜面の中央部に、長さがそれぞれ 3.75 m, 2.50 m, 1.25 m のものを下端が底面に届くように埋設した。図 1 ではこれらの電極棒を斜面上部に埋設したものから I, II, III の記号で示してある。

図 5 および図 6 はそれぞれ下記の実験 A および B の結果である。

実験 A) 降雨強度 50 mm/h で 1 時間散水した。先行降雨は、25 mm/h を毎日 1 時間ずつ、3 日間連続して散水したのち 3 日間散水せず、その後実験をおこなった。

実験 B) 降雨強度 50 mm/h で 7 時間散水した。先行降雨は、50 mm/h を 1 日おきに毎日 1 時間ずつ 3 回散水したのち 10 日間散水せず、その後実験をおこなった。図 5, 図 6 とともに降雨開始時刻を時間軸の原点にとっている。a は斜面の表面からの浸潤面の降下状況を示したものである。b は断面図である。

実験 A, B から以下の結果が得られた。

(i) 実験開始 1 ~ 2 時間前の地中の比抵抗は A より B が全般的に高い値を示した。これは A より B が乾燥していたことを示している。

(ii) 図 5b および 図 6b から、浸潤面は表層付近では約 60 cm の深さまでは同程度の速度で浸透していると思われる。その後は、A では急に速度が遅くなるが、B ではほぼ等速

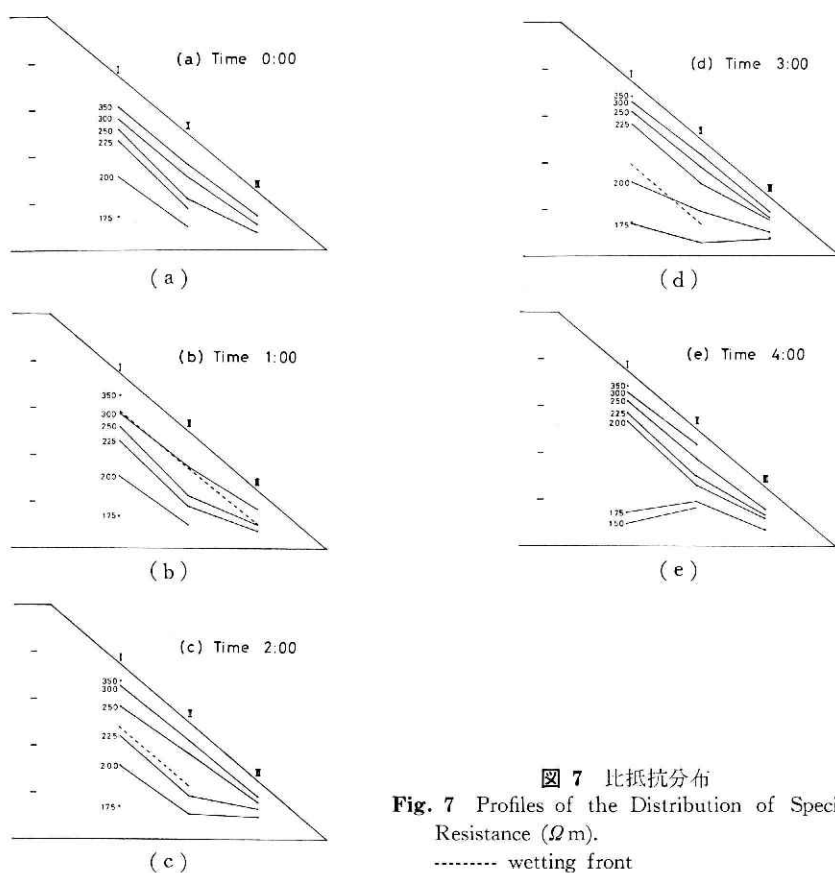


図 7 比抵抗分布
Fig. 7 Profiles of the Distribution of Specific Resistance (Ωm).
----- wetting front

度で降下している。本実験では地中各部での比抵抗値が減少する様子から浸潤面の通過を判断しているので、浸潤面付近の比抵抗はAとBとは同じ値ではない。

図 7a~e は B での比抵抗値を 1 時間おきに示したもので、測定された比抵抗値は P_1P_2 極の中心点での値をあらわすと仮定して作成してある。比抵抗値と地中の含水量は必ずしも正確に対応するものではないが、斜面内部の土が浸潤されていくようすがこれらの図から推察できる。図 7e では II の下部で特に比抵抗が低下しているのは、この場所では降雨開始後 2 時間 56 分からあらわれた地下水位が当時 27 cm であったので、最下部の電流極が地下水中にあり見かけ上比抵抗が低下したためである。B で鉛直方向の比抵抗値の分布が A の実験前の状態とほぼ同じになったのは降雨開始後約 4 時間 30 分であった。このとき表面から約 1.5 m までの地中各部の比抵抗値は時間的に変化しておらず、各部での含水状況がほぼ平衡状態にあったと思われる。

(2) 間ゲキ圧の変化と砂質土斜面の崩壊

雨水の浸透によって斜面中に発生する間ゲキ圧は、斜面の内部応力状態を変化させ、土のせん断強度を低下させるために、斜面が崩壊する主要な因子の一つと考えられている。本実

験では、砂質土斜面の崩壊におよぼす間ゲキ圧の影響を検討するために、ひずみゲージ式ダイヤフラム型間ゲキ圧計（外径 40 mm，厚さ 30 mm，受圧板径 18 mm）を使用し，間ゲキ全圧の測定を行なった．測定位置は図 1 に示す．降雨開始直前の値をゼロとして，その値からの変化分を間ゲキ圧として求めた．なお間ゲキ圧の時間変化は図 8 に示す．

斜面底部の難透水層上の測点 1, 2, 4, 5 を除いた測定点においては，降雨開始10分後にはわずかな正圧 ($1 \sim 2 \text{ g/cm}^2$) を生じ，その後 30～60 分で消滅してゼロまたはわずかな負圧 (最高 -5 g/cm^2) となり，その状態が継続した．測点 3 では，難透水層上の測点 2 の間ゲキ圧高が測点 3 に 5 cm 程度に近づくと正圧が発生し，その後急激に上昇した．斜面底部の難透水層上の測点 1, 2, 4, 5 では降雨開始10分後から正圧を生じ，測点 1 では降雨開始10分後，測点 2 では降雨開始 1 時間後，測点 4 では降雨開始 2 時間 30 分後，測点 5 では降雨開始 4 時間後から急激に上昇した．このときの難透水層上の間ゲキ圧高は図 9 に示すように，地下水位よりも幾分高い値を示した．

降雨開始10分後に難透水層上を除いた測点に発生する正圧は，わずか $1 \sim 2 \text{ g/cm}^2$ であり，その後増加せず直接崩壊に至るような土のせん断強度の低下をもたらすものではなかった．しかし，難透水層上の測点に発生する正圧は，降雨開始 3 時間後には，測点 1 では 40 g/cm^2 ，測点 2 では 35 g/cm^2 の値を示した．測点 1 の上部では 40 cm の高さまで飽和しており，この部分の含水比は 30% であり，それより上部は不飽和状態

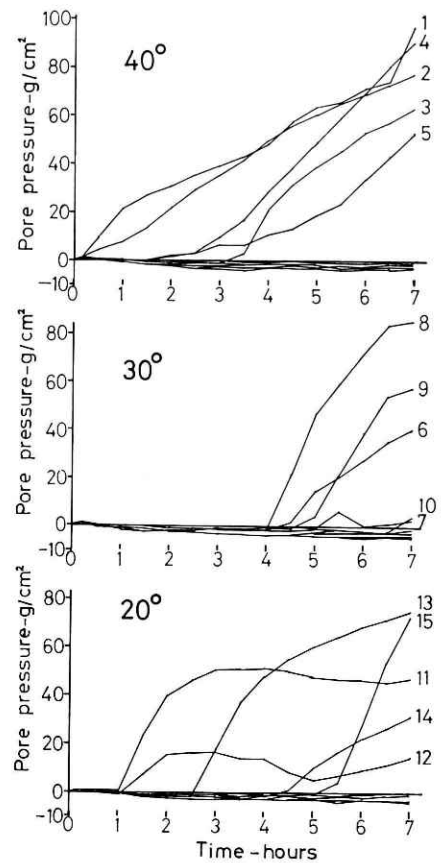


図 8 間ゲキ圧の変化

Fig. 8 Pore pressure as a function of time

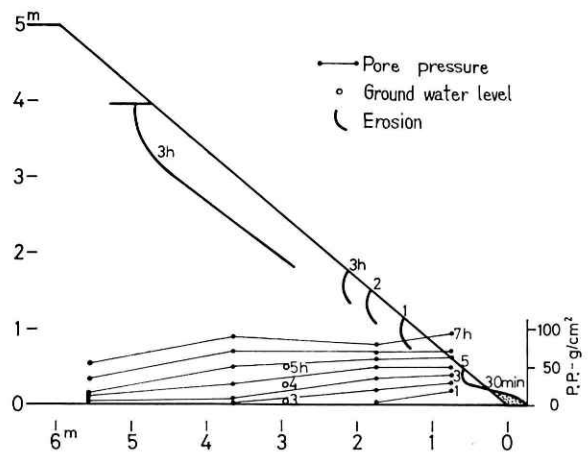


図 9 間ゲキ圧の変化と浸食の進行状況 (40° 斜面)

Fig. 9 Profiles of the pore pressure and the development of erosion as a function of time (40° slope)

であり、含水比は 20% であった。このことより測点 1 では水平方向のせん断強度は 19% 低下したものと考えられる。測点 2 の上部では 35 cm の高さまで飽和しており、この部分の含水比は 30% であり、それより上部は不飽和状態であり、含水比は 20% であった。このことより測点 2 では水平方向のせん断強度は 7% 低下したものと考えられる。また、降雨開始 3 時間後には、図 9 に示すように、斜面中央部に地下水が発生しており、測点 1 および 2 の間ゲキ圧は地下水による間ゲキ水圧を示していると考えられる。以上の結果より、砂質土斜面では斜面末端部の難透水層上に発生する間ゲキ水圧の増大が崩壊に大きく影響しているものと考えられる。

この斜面底部の難透水層上の地下水の発生は、図 9 の間ゲキ圧の変化状況から、斜面末端で始まり時間の経過と共にその地下水面は上昇し、それと共に発生域が斜面の内部へと進行していったものと考えられる。一方、斜面末端部では、図 9 に示す通り、降雨開始 30 分後には飽和砂の重力による流動、あるいは浸透水の浸出による局所的な洗掘が発生し、この現象が拡大して、斜面末端部の支持力を減じたために、40 度斜面では、降雨開始 3 時間後に上部砂層の大規模な表層崩壊が発生した。

このような大規模な崩壊を引き起こす原因となる斜面末端部の局所的な現象は、難透水層上に発生した地下水の斜面表面への浸出によって生ずる浸透水圧が土塊あるいは土粒子単体を流線方向へ押し出そうとする力によって起こるものと思われる。また、その拡大現象は地下水面の上昇に伴う動水勾配の変化によって大きく影響されるものと思われ、斜面末端部の浸透水圧の挙動を詳細に検討する必要がある。

(3) 地中内部の挙動

土塊が変位する際に、そのひずみ量の変化からすべり面の位置の決定を行う目的で実験供試体内に高さ 2.5 m の位置に水平にパイプひずみ計（長さ 3 m、外径 32 mm の硬質塩化ビニール管に 50 cm 間隔で箔フェステルゲージが軸方向に対称的に貼りつけてある）を埋設した。その結果、図 10 で示すように地表面からの水平距離 75 cm 付近が実験開始後 90 分から徐々にひずみ始め、ほぼ崩壊時（実験開始後約 180 分）まで等速で増加して 410×10^{-6} のひずみ量を記録した。

そこでたわみの基礎方程式

$$d^2y/dx^2 = -M/E \cdot I \quad (1)$$

を使ってパイプの変位量を近似計算してみた。計算にあたってはパイプの先端は

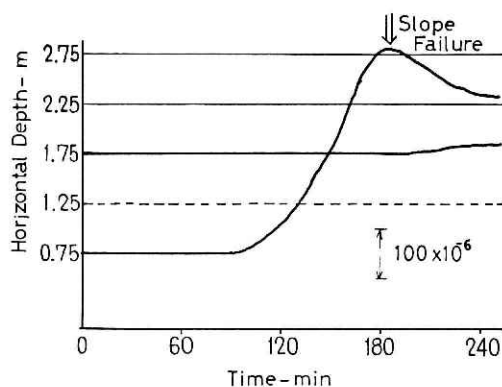


図 10 点 b 2 の位置における地中内部ひずみの変化

Fig. 10 Variations of strain at the internal points, located regularly at b-2 in Fig. 1.

固定されており，移動，回転がなく均一な変形と仮定する。(図 11)

$$M = \sigma \cdot Z, \quad \sigma = \epsilon \cdot E, \quad Z = I/r \quad (2)$$

ただし， M : x 点の断面に作用する曲げモーメント， Z : 断面係数， ϵ : ひずみ量， E : 弾性係数， I : x 点での断面二次モーメント， r : パイプの半径である。

(2) 式を (1) 式に代入すると

$$d^2y/dx^2 = -\epsilon/r \quad (3)$$

パイプの他端 ($x=0$) でのたわみ角 ($dy/dx=0$) を考慮に入れて (3) 式を積分すると，(4) 式が得られる。

$$y = -\epsilon \cdot x^2/2 \cdot r \quad (4)$$

$\epsilon = 410 \times 10^{-6}$ ， $x = 75 \text{ cm}$ を代入すると， $y = 0.72 \text{ cm}$ が得られる。

内部の変位は数 mm のオーダーで崩壊前 90 分から微小変動を示していることより，突発的な現象で予知が困難と考えられている斜面崩壊もひずみゲージを用いた検出法を適用することにより，十分計測可能であり，今後土塊内部の微小変動を捉えることが有効な予知手段となるものと考ええる。

(4) 崩壊土塊の移動状況

豪雨時に繰り返される斜面災害に対する適確かつ経済的な防止あるいは防護対策は，対象斜面の予測される崩壊土砂の挙動（破壊力・流動土砂量・土砂到達距離・土砂流出速度）を実際の現象に即した形で推定した後に計画されなければならない。しかし，崩壊予知技術が確立されていない現状では，瞬時の現象を実際に観測する事は困難である。また，野外実験および室内実験においても，瞬時の崩壊現象を連続的かつ 3 次元的に計測した例はまれであり，その計測手法も確立されていない。従って現状では，崩壊土砂の挙動は過去の崩壊例および土砂の小ユニット的な力学特性から推定されている。今後，崩壊現象を適確かつ連続的に計測する手法を適用し，崩壊時の土砂の流動特性を計測する必要がある。

そこで，本実験では広範囲にわたる崩壊土砂の動きを連続的かつ 3 次元的に計測する手法を適用し，崩壊土砂の移動速度，方向を計測した。

計測方法としては，広範囲な斜面の動きを適確に捉え，経済的かつ容易な計測法でなければならないと言う観点から，汎用の 16mm 撮影装置 2 台を用いたステレオ同期撮影および解析写真測量法を使用した。この計測手法で問題になるのは，写真測量用に設計されていない 16mm 撮影機，モーション解析装置を使用することである。このため，撮影機の内部標定が行われていない事，撮影機レンズによる歪曲収差，撮影時のフィルムの機械的な歪み，モーション解析装置レンズによる歪曲収差，フィルムの伸縮歪み等が問題となる。これらの要因による誤差を修正する方法として，各誤差要因を個別に評価するのでなく，撮影時およびフィルム読み取り時に発生する一連の系統的な誤差の修正を行う。具体的には，図 12

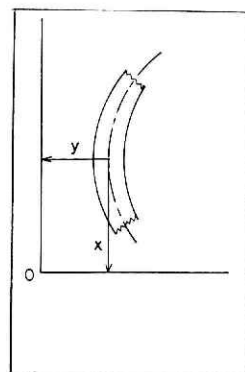


図 11 パイプのたわみ
Fig. 11 Deflection of beam

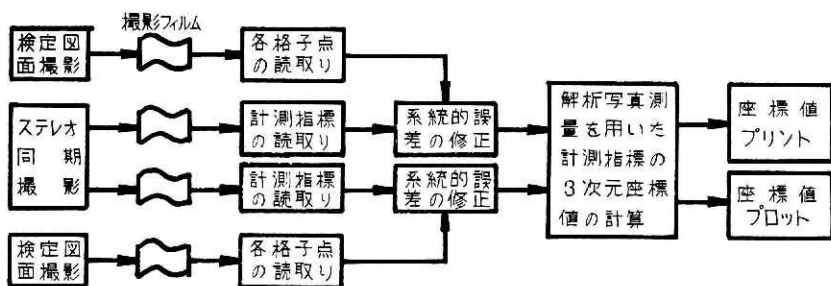


図 12 解析写真測量システム

Fig. 12 System of the analytical photogrammetry

に示すように格子点を描いた検定用図面をそれぞれの 16mm 撮影機で直角撮影し、後に、モーション解析装置を用いてフィルム上の格子点の位置を読み取り、無歪み中心投影状態におけるフィルム上の格子点位置からのずれを読み取る。これを格子点近傍のずれとして数値化し、この値を用いて指標位置の読み取り値を修正する。なお、この方法は偶然的な誤差も含むため、数回各フィルム上の格子点の位置を読み取り、最小 2 乗法により格子点位置の読み取り数値の平均化を行った。

撮影対象としては、斜面長 7.5m、斜面傾斜角 40 度の砂斜面全面に 10×10cm の白い指標を 1m 間隔に設置し、撮影の中心となる標定点を 2 点設置した。撮影は 40 度斜面全体の動きを正面から観測すること、および X、Y 方向（図 13 に示す方向）の移動量を適確に計測することを重点に置き、図 13

に示すように、16mm 撮影機 2 台を各々撮影中心点の前方 41.65m の位置に、これらの撮影機光軸が水平かつ互いに平行になるように設置し、1 秒 1 駒の速度で基線長 3.05m の直角ステレオ同期撮影を行った。

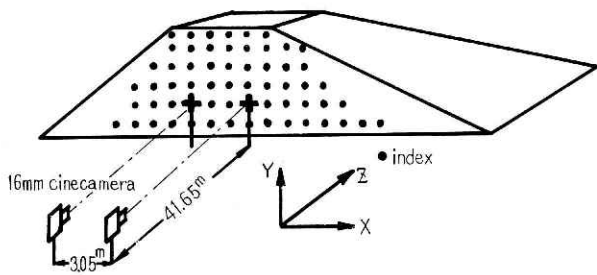


図 13 撮影機配置図

Fig. 13 Outline of the photographing

この撮影法および解析写真測量を用いた結果、不動点の解析結果（図 14）に示されるように、撮影光軸と直角な方向（X、Y 方向）成分では ± 5 cm、撮影光軸方向（Z 方向）成分では ± 50 cm の計測誤差を生じた。従って、Z 方向の動きはその傾向を把握するにとどまった。

計測結果・考察

崩壊斜面の全体的な変化過程は図 15 に示すように、非常にゆっくりした滑動および掃流現象を示した。実験後の測量によると、崩壊土量約 11.5m³、崩壊斜面長約 4.5m、平均崩壊斜面幅約 5.8m、平均崩壊深 66cm、平均滑り面傾斜角 37 度の表層崩壊であった。

この崩壊土塊上の各指標位置の解析写真測量結果より、降雨開始後177分から193分における指標の移動量の面的な分布(X・Y平面)を図示すると図17, Iのようになる。この図によると、崩壊土塊上の各指標はX方向には移動せずY方向にほぼ平行に移動している。また、Y方向の移動量は斜面下部に比較して上部の方が大きい値を示す傾向にある。図17, IIはZ方向の計測誤差を考慮して、12~16の各指標の移動傾向をY, Z方向に関して図示したものであり、これによると斜面中央部(A地点)と下部(B地点)において、斜面の押し出し現象が見られる。この形状は、実験後の縦断測量結果(図15, 4-2)の断面形状と良く対応している。また、指標14の移動量を降雨開始後177分から193分まで1分間隔に解析した結果(図16)によると、この間指標14はほぼ定速度で移動した傾向が見られ、この傾向は各指標の移動傾向にも見られた。この時の滑動速度は指標12では約11.4 cm/min, 指標13では約10.9 cm/min, 指標14では9.1 cm/min, 指標15では11.4 cm/min, 指標16では9.9 cm/minであった。

以上の事から、崩壊土塊は始め一つの大きなブロックとして、11.5~9 cm/minの低速度で滑動し、その間図17 IIに示すようにA, B地点において斜面の押し出し現象を示し、A', B'地点において圧縮作用が生じたと推定される。その後、次第に崩壊土塊内部に

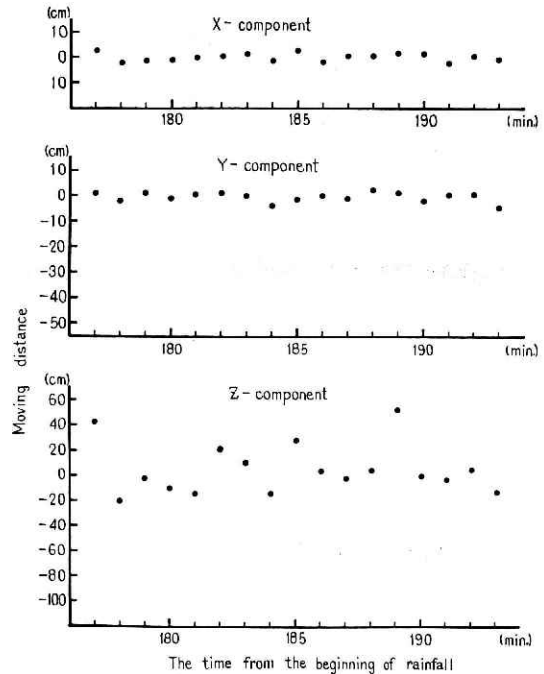
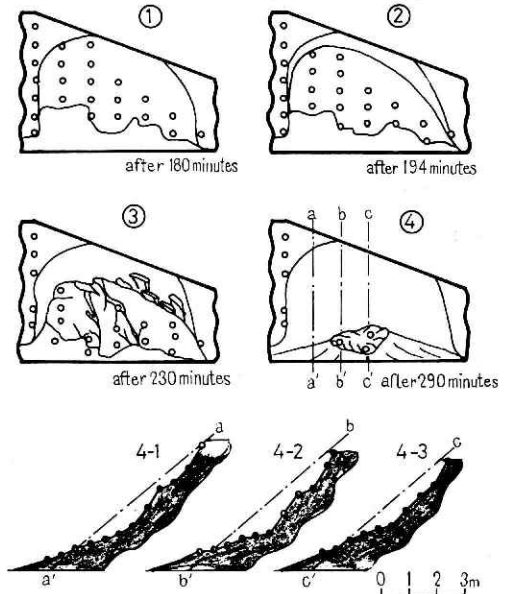


図14 不動点(2番の指標位置)の解析結果
 Fig. 14 Results of the analytical photogrammetry on the immovable point (at the index 2)



① ④ are the front view of the 40 degrees slope
 4-1, 4-2, and 4-3 are the profiles which are divided along the line a-a', b-b' and c-c' on the basis of measuring after experiment

○ index ——— originally surface ● measured point

図15 40° 斜面の崩壊状況
 Fig. 15 Variation of the 40 degrees slope caused by the slope failure

おいて歪みが増大し、図 15 の 3 に見られるように降雨開始 230 分後に崩壊土塊は小ユニットに分解し、速度を早めながら滑動した。

4. 結 語

本実験では、実物大の模型を用いて雨水の浸透から、崩壊が発生し、流動停止するまでの一連の現象を把握し砂質土斜面の崩壊機構に対する二、三の知見を得たが、このような砂質土斜面では、大規模な崩壊の誘因となる斜面末端部の流動あるいは洗掘等の局所的な現象が問題となり、その発生および拡大現象の解明が必要である。この現象は不透水層上に発生する地下水の挙動によって大きく左右されるものと考えられる。今後、種々の条件における地下水の動水勾配の変化と斜面末端部の局所的な現象との関係を追求する必要がある。さらに瞬時に発生する崩壊現象も、斜面内部では崩壊発生のかなり前から微小変動を示しており、これを十分な精度で測定し得るならば有効な予知の因子として利用出来ると考える。さらに崩壊土塊の挙動は初期の状態では全体的なすべりを示し、その間崩壊土塊は局所的な圧縮、引張りが起っている傾向が見られ、全体的には、崩壊土塊の上部において引張力、下部において圧縮力を受けている。その後崩壊土塊は下部において歪みが増大し、小ユニットに分解して流動する傾向を示しており、今後さらにこの一連

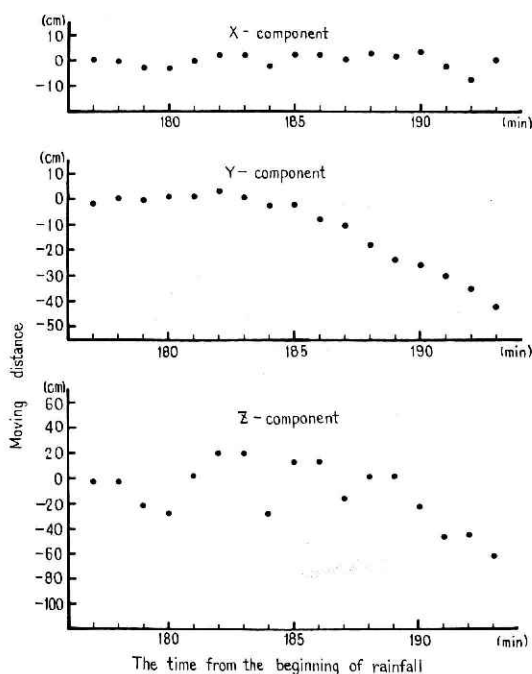


図 16 降雨開始 193 分後の指標の移動量
 Fig. 16 Movement of the indexes at 193 minutes from the beginning of rainfall

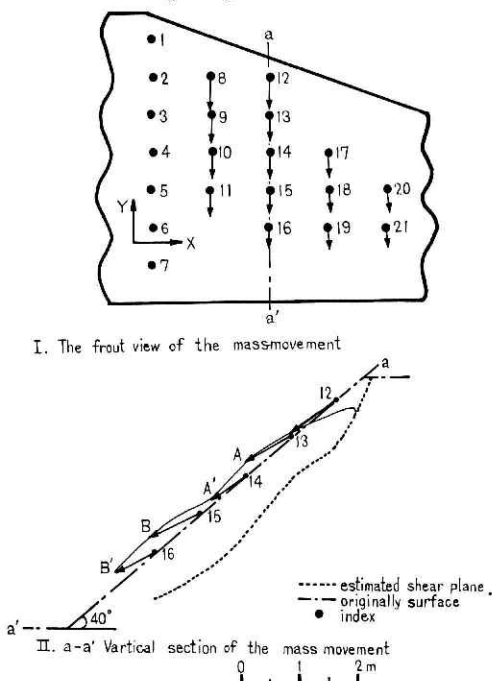


図 17 動点 (14 番の指標位置) の解析結果
 Fig. 17 Results of the analytical photogrammetry on the moving point (at the index 14)

の過程を各部の3次元移動量から定量的に解析する必要がある。

参 考 文 献

- 1) 福岡正巳, 谷口敏雄編 (1973): 地すべり斜面の安定解析-地すべり調査と対策講座 V
- 2) 金沢正治, 田中 米, 田中総太郎 (1973): 四次元写真測量の概念と 35 mm 映画-写真測量 Vol. 12, No. 4, 35-41
- 3) 久保田敬一 (1952): 浸透水流による築堤斜面の崩壊について-土木学会誌 Vol. 37, No. 10, 12-16
- 4) 最上武雄編 (1969): 土質力学 技報堂
- 5) 中村浩之, 近藤政司 (1968): 地中歪計による地すべり面の判定の一考察-地すべり Vol. 6, No. 1, 1-9
- 6) 奥田節夫, 諏訪 浩 (1972): 土石流の総合的計測システム-写真測量 Vol. 11, No. 1, 13-20
- 7) 山村和也, 久楽勝行 (1972): 堤防への浸透と堤体の安定性-土木研究所報告 (1972)
- 8) 土質工学会編: 土質試験法

(1975年12月16日原稿受理)